

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER

ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

* * * * *

UNTER MITWIRKUNG * DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-CEMENT-
* * FABRIKANTEN * UND * DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS * *

V. JAHRGANG.

No. 5.

Warenhaus Cottbuser Damm in Berlin.

Von Dr.-Ing. Edmund Sandor in Charlottenburg.

Vor dem Ministerialerlaß vom 16. April 1904 betr. „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ war es in Berlin nicht allgemein gestattet, größere Bauten aus Eisenbeton auszuführen. So kam es, daß fast in ganz Deutschland Geschäfts- und Fabrikgebäude in Eisenbeton gebaut wurden, während in der Hauptstadt Deutschlands selbst diese moderne Bauweise sich nicht verbreiten konnte.

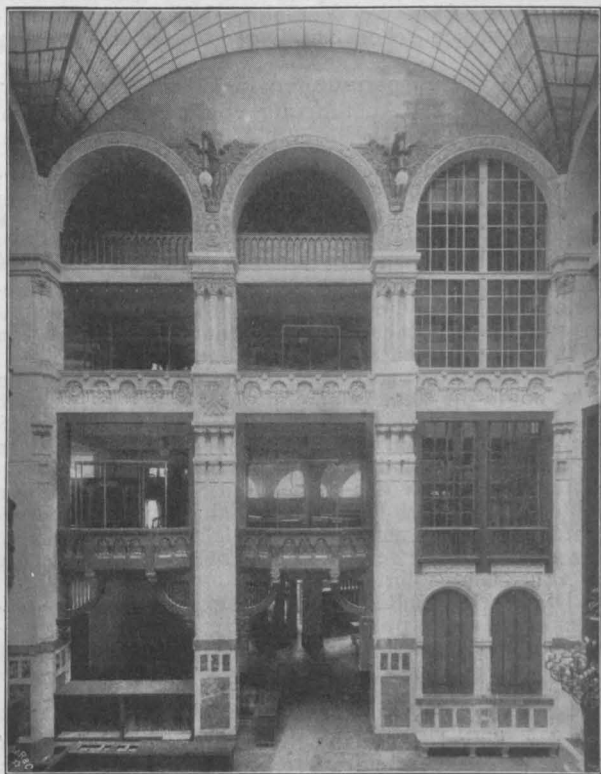
Erst seit Herstellung des Warenhauses Cottbuser Damm (Warenhaus Jandorf), das in seinem konstruktiven Innenteile durch die Firma M. Czarnikow & Co. in Berlin ausgeführt wurde, hat sich infolge der Ausnutzung aller Vorteile, die der Eisenbetonbau bietet, auch in Berlin diese Bauweise entwickelt. Es bietet also vom historischen Standpunkt aus ein gewisses Interesse, diesen Bau etwas näher an dieser Stelle zu betrachten.

Für die schnelle Einführung des Eisenbetonbaues schien es bei diesem Bau nicht günstig, sogleich sämtliche konstruktiven Teile in Eisenbeton zu bauen, weil derartige Bauten von den Bauunternehmern, die gewöhnlich Maurermeister sind, meist im Ganzen übernommen werden. Deshalb erschien es auch nicht zweckmäßig, die Maurerarbeiten auf ein Mindestmaß zu beschränken, vielmehr kam es darauf an, zunächst nur den Eisenlieferanten nach Möglichkeit auszuschalten. So wurden dann alle konstruktiven Innenteile, also Decken, Innensäulen, Fundamente und Fensterträger aus Eisenbeton hergestellt; ebenso auch die Treppen als freistehende Kunststeintreppen mit Eiseneinlagen ausgeführt. Es wurden außerdem die Kellerwände als reine Betonwände gebaut, während die Front- und Lichthofpfeiler, sowie die Treppenmauern aus Mauerwerk hergestellt sind. Die gesamten Eisenbeton-Arbeiten wurden im Winter 1905/1906 ausgeführt.

Das ganze Baugelände ist 2800 qm groß, wovon aber nur 2000 qm bebaut wurden (vergl. die Grundrisse und den Querschnitt Abbildgn. 1—3, S. 37). Das Warenhaus hat außer dem Keller und Erdgeschoß noch 4 Stockwerke, sowie ein Dachgeschoß. Letzteres wurde auch etagenförmig ausgebildet, sodaß im ganzen 7 Stockwerke mit rd. 8500 qm nutzbarer Fläche zur Verfügung stehen. Ueber die konstruktiven Einzelheiten sei folgendes erwähnt:

Die Unterzüge mußten als frei aufliegende Träger berechnet werden, da sie an einem Ende auf dem Mauerwerk auflagern. Um die statische Wirkung des frei aufliegenden Trägers auch in der konstruktiven Ausbildung streng durchführen zu können, mußten die Unterzüge auch an den anderen Enden, also auf den Säulen, frei auflagern, um so mehr, da ein bestimmtes Einspannungsmoment infolge des unberechenbaren Setzens der Säulen doch nicht mit Sicherheit in Rechnung gesetzt werden konnte. Zur besseren Durchführung der freien Auflagerung wurden die Säulenköpfe nach Art der Becher'schen Säulen konsolartig ausgebildet und auch konsolartig mit 5 mm Rund-eisen armiert. Auf jede Säule kommen dann 4 Unterzüge, die am Säulenkopf eine Höhlung bilden. Einerseits die einfachere Ausführung der Auskragungen, andererseits die durch die anstoßenden Unterzüge entstandene Höhlung gab naturgemäß die Veranlassung, die Säulen in jedem Stockwerk zu stoßen. Für die Ausbildung von Säulenstößen ist diese Höhlung besonders geeignet, da sie eine natürliche Einspannung bildet (Abbildgn. 4 u. 5). Die Querschnitte der Säulen sind überall quadratisch. Die Fundamente der Innensäulen, sowie die der aus Mauerwerk ausgeführten Frontsäulen sind auch aus Eisenbeton hergestellt. Die Formen der Fundamente sind teilweise quadratisch, teilweise rechteckig. Die Eisen-Einlagen sind in sämtlichen

Fundamenten in 4 Reihen angeordnet, und zwar in Längsrichtung, Querrichtung und in den beiden Diagonalrichtungen. Die Höhe der Fundamente beträgt durchweg 70 cm. Infolge des hohen Grundwasserstandes war es nicht möglich, sie höher anzulegen. Diese geringe Höhe reichte zur Aufnahme der Schubspannungen nicht aus, es mußten daher zum Teil die Eisen-Einlagen nach der Außenseite hin auf-



Abbildgn. 9 und 10. Blick in den Lichthof und Keller.

gebogen werden (Abbildgn. 6 und 7). Trotz der großen Lasten und des durchgehenden Säulenstranges sind die Abmessungen der Säulen und Fundamente nicht allzugroß. Die Innensäulen haben eine Seitenlänge je nach der Belastungsfläche im Kellergeschoß 90—120 cm, und die Fundamente von 2,50—3,20 m. Die Eisen-Einlagen der Fundamente bestehen überall aus 18 mm Rundeseisen und in jedem Fundament sind je nach der Belastung 20—40 Stück solcher Eisen verlegt worden.

Die Unterzüge sind, wie schon erwähnt und aus den Abbildgn. 4 und 5 ersichtlich ist, frei aufliegende Träger. Die Deckenträger sind zwischen den Unterzügen eingespannt. Der Beton besteht aus Rüdersdorfer Portland-Zement (Marke Bär) und Elbkies. Es wurde für die Decken eine Mischung von 1 : 4 angewendet, welche nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von 237 kg/qcm ergab. Für die Säulen nahm man eine Mischung von 1 : 2,5, welche nach 28 Tagen 347 kg/qcm Bruchfestigkeit aufwies. Als Armierung sind überall Rundeseisen angewendet. Die Berechnung aller Eisenbeton-Konstruktionen erfolgte gemäß den ministeriellen Bestimmungen vom 16. April 1904. Die Unterzüge sind mit $\frac{p l^2}{8}$, die Deckenträger mit $\frac{p l^2}{10}$ gerechnet. Als größte

Spannung in den Decken ist 46 kg/qcm zugelassen; für die Säulen-Unterzüge und Deckenträger wurden als höchste Spannungen rd. 30 kg/qcm gewählt. Die größte Bodenpressung ist 2,5 kg/qcm.

Die bei der Rohbauabnahme seitens der Baupolizei durchgeführte Probelastung der Decken mit $3p + 1,5g$ hat sehr günstige Ergebnisse gehabt. Es entstand z. B. bei einer Decke von 2,10 m Spannweite eine größte Durchbiegung von 0,6 mm. Bei der Gebrauchsabnahme, bei welcher die Decken schon mit Lagerhölzern und Dielung

versehen waren, hat eine neue Probelastung stattgefunden. Bei dieser ergab dieselbe Decke eine Durchbiegung von nur 0,5 mm. Diese günstige Differenz ist darauf zurückzuführen, daß zwischen den beiden Probelastungen eine Zeit von 5 Monaten verstrich. Nach der Entlastung konnte man keine bleibende Formänderung bemerken. Dieses günstige Ergebnis der Probelastung ist desto beachtenswerter, als die Eisenbetonarbeiten, wie schon erwähnt, im Winter ausgeführt wurden. Es wurden für die Eisenbetonarbeiten 720 Werkzeichnungen angefertigt. Die Oberleitung der Eisenbetonarbeiten lag in den Händen des Hrn. H. Becher, Mitinhaber der Firma M. Czarnikow & Co., die örtliche Bauleitung hatte Hr. Ing. Meßmer. Der ganze Bau erforderte 120 Arbeitstage mit Ausschluß einer Unterbrechung von 30 Tagen wegen Frostwetter. Die Architektur ist in romanischem Stil gehalten (Abbildgn. 8, 9 und 10). Der Lichthof sowie die Köpfe der Innenpfeiler erhielten reichliche, nachträglich durch Drähte angebrachte Kunststein-Ornamente (Abbildg. 8).

Das Warenhaus ist für die Firma A. Jandorf & Co. in Berlin von der Berliner Terrain- und Bau-Aktien-Gesellschaft gebaut worden. Die Baupläne sind vom kaiserl. Baurat Ahrens entworfen, welcher auch die Oberleitung der gesamten Bausausführung innehatte und dessen tatkräftiges Eingreifen für den Eisenbetonbau außerordentlich befördernd war.

Dieser Eisenbetonbau hat sich gut bewährt; es wurden daher in Berlin von der Zeit an mehrere größere Eisenbetonbauten ausgeführt. Von diesen sei nur das im Bau befindliche, z. Zt. größte und interessanteste Privatbauwerk, die „Friedrichstraßen-Passage“, erwähnt, welche von derselben Baugesellschaft und Eisenbetonbau firma in der nördlichen Innenstadt ausgeführt wird. —

Haft- und Schubspannungen in Eisenbeton-Konstruktionen und die preußischen Bestimmungen für die Ausführung von Eisenbeton-Konstruktionen bei Hochbauten. (Schluß.)

Von Reg.-Bmstr. K. Heintzel in Göppingen.

Erüher suchte man den im Eisenbetonbalken auftretenden Schubkräften durch Anordnung von Bügeln zu begegnen. Die Berechnung dieser Bügel erfolgte unter der Annahme, daß der Beton selbst (bei der vorgeschriebenen Sicherheit) eine Schubspannung von 4,5 kg/qcm aufnehmen könne und die über 4,5 kg betragenden Schubspannungen durch die eisernen Bügel zu übernehmen wären, wobei eine höchste Beanspruchung des Eisens von 800 kg/qcm zugelassen war.

Die Höhe der zulässigen Betonbeanspruchung von 4,5 kg, sowie die Dimensionierung der Bügel lassen mich glauben, daß der ganzen Rechnung die Annahme von auftretenden wagrechten Scherspannungen zugrunde gelegen hat, und man durch die getroffenen Maßnahmen ein wagrechtes Abschieben der Platte vom Steg zu verhindern suchte. Versuche mit Probekonstruktionen haben aber solche wagrechten Scherisse nicht ergeben, vielmehr haben sich im Steg geneigte Risse gezeigt, welche bei höherer Belastung den Bruch herbeiführten.

Diese schiefen Risse werden durch die im Steg auftretenden Hauptspannungen erzeugt. Diese berechnen sich zu

$$\sigma_I = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2}; \quad \sigma_{II} = \frac{\sigma}{2} - \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2}.$$

Und der Winkel α , den die Richtung dieser Spannungen mit der Wagrechten bildet, berechnet sich aus der Formel

$$\operatorname{tg} 2\alpha = \frac{2\tau}{\sigma} \text{ bzw. } = -\frac{\sigma}{2\tau}.$$

Die Spannung σ_I ist eine Zugspannung (keine Scherspannung), σ_{II} ist eine Druckspannung. Die Spannung σ_{II} kann der Beton selbst aufnehmen, während die Zugspannungen σ_I durch aufzubiegende Eisen aufgenommen werden müssen.

Ueber die zweckmäßigste Neigung dieser Eisen gehen die Ansichten noch auseinander. Es scheint, daß für verschiedene Querschnitte verschiedene Neigungen das günstigste Ergebnis liefern würden, in der Praxis ist aber die Anordnung verschiedener Neigungen zu umständlich, es werden daher in der Hauptsache nur zweierlei Aufbiegungsarten ausgeführt: Die Hängwerks-Armierung, bei welcher ein Teil der Eisen vom unteren Drittelpunkt nach dem oberen Auflagerpunkt aufgebogen werden, und die Trajektorien-Armierung, bei welcher die Eisen an verschiedenen Stellen, aber sämtlich unter 45°, aufgebogen werden. Nach vorgenommenen Versuchen scheint letztere Armierung die vorteilhaftere zu sein, doch ist die Frage noch nicht völlig geklärt.

Die in einem beliebigen Querschnitt auftretenden

Hauptspannungen ergeben sich nach den obigen Formeln in jeder Ordinate des Querschnittes verschieden groß und verschieden geneigt; um aber die auftretenden Gesamt-Zugspannungen in einem Querschnitt bequem beurteilen zu können, führen die preußischen Vorschriften als maßgebende Zugspannung die Zugspannung in der Neutral-Achse ein. Diese wird gleich der Schubspannung τ_0 und ist unter 45° geneigt. Richtig ist diese Annahme aber nur für die Neutralachse und über dem Auflager; die auf Grund dieser Annahme berechneten Balken können aber für die Praxis brauchbare Konstruktionen ergeben, wenn die zulässigen Beanspruchungen auf Grund von Versuchen festgesetzt sind, die an entsprechend berechneten Probekonstruktionen vorgenommen worden sind.

Die amtlichen preußischen Bestimmungen gestatten eine Schubspannung τ_0 von 4,5 kg. Solange diese Spannung nicht überschritten wird, brauchen keine Eisen aufgebogen zu werden. Versuche der Firma Wayß & Freytag bzw. von Prof. Mörsch (siehe Jahrg. 1907 der „Deutschen Bauztg.“ S. 210) haben aber gezeigt, daß ihre Balken I und II bei einer Schubspannung $\tau_0 = 7,4$ bzw. 7 kg gebrochen sind, die Balken haben somit nicht einmal eine 2fache Sicherheit erreicht. Die zulässige Schubspannung 4,5 kg dürfte damit (wenigstens am Auflager) zu hoch begriffen sein.

Die Berechnung der aufzubiegenden Eisen nach der vorgeführten Methode der amtlichen Vorschriften leidet ebenfalls an einem Fehler. Welcher Art dieser Fehler ist, läßt sich an einem andersartigen Beispiel erläutern: Eine Eisenbetonsäule von 20/20 cm Querschnitt und 50 qcm Eisen-Armierung werde mit 1900 kg auf Zug beansprucht. Wie groß ist die Beanspruchung des Eisens, wenn die zulässige Zugbeanspruchung des Betons 4,5 kg beträgt?

Lösung: Der Beton übernimmt eine Zugkraft $= 20 \cdot 20 \cdot 4,5 \text{ kg} = 1800 \text{ kg}$. Für das Eisen verbleibt somit eine Zugkraft $= 1900 - 1800 = 100 \text{ kg}$, seine Beanspruchung ergibt sich zu $\frac{100}{50} = 2 \text{ kg/qcm}$? Das ist natürlich falsch, und

nicht richtiger sind die Werte, welche die amtliche Methode der Schubspannungsrechnung ergibt.

In Wirklichkeit stehen die Spannungen in Eisen und Beton im Verhältnis ihrer Elastizitäts-Module zu einander. Es hätte aber keinen Wert, für die Berechnung der aufzubiegenden Eisen entsprechende Formeln abzuleiten. Die Versuche haben gezeigt, daß schon lange vor dem Bruch geneigte Risse im Beton auftreten, und daß das Eisen allein die gesamten Zugspannungen aufzunehmen hat. Es ist daher notwendig, daß in dem Balkenteil, in welchem der Beton allein die auftretenden Haupt-(zug)spannungen nicht aufnehmen kann, in welchem also aufgebogene Eisen notwendig werden,

die Eisen allein diese Spannungen müssen aufnehmen können.

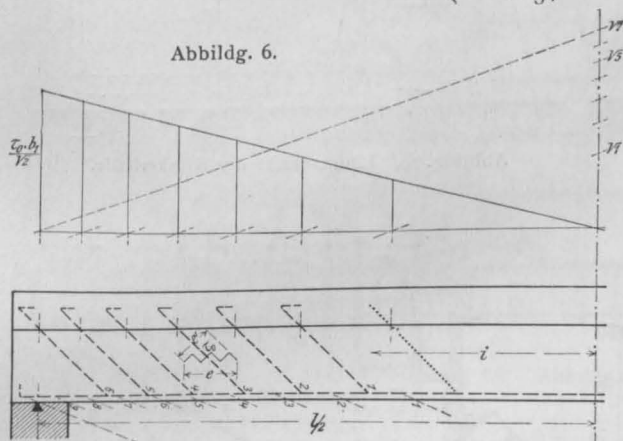
Die in diesem Sinne auftretenden Spannungen im Eisen lassen sich (entsprechend der maßgebenden Zug- bzw. Schubspannung τ_0) wie folgt berechnen (vergl. Abbildg. 6): Die mittlere Entfernung eines Eisens von den beiden benachbarten sei e , die Stegbreite b_1 . Die in der Neutralachse im Steg auf die Länge e auftretende (Schub)-Zugkraft ist

$Z = e' \cdot \tau_0 \cdot b_1 = \frac{e}{\sqrt{2}} \tau_0 b_1$. Diese Zugkraft muß vom Eisen

aufgenommen werden. Ist der Querschnitt eines Rund Eisens $= f_{e1}$, so wird die Beanspruchung des Eisens

$$\sigma_e = \frac{Z}{f_{e1}} = \frac{e \cdot \tau_0 \cdot b_1}{\sqrt{2} \cdot f_{e1}} = \frac{e \cdot V_x}{\sqrt{2} \cdot f_{e1} \cdot \left(h - a - \frac{x}{3}\right)}$$

Abbildg. 6.



oder die zulässige Entfernung eines Eisens vom nächstliegenden, bei einer zulässigen Spannung im Eisen $\sigma_e = 1000 \text{ kg}$

$$e = \frac{1000 \cdot \sqrt{2} \cdot f_{e1} \cdot \left(h - a - \frac{x}{3}\right)}{V_x}$$

Eine verhältnismäßig einfache Konstruktion, wie die Eisen aufzubiegen sind, ergibt sich, wenn man davon ausgeht, die gesamte auftretende Schubkraft überhaupt durch die aufgebogenen Eisen allein aufnehmen zu lassen, und wenn man von der Mitwirkung des Betons ganz absieht (auch in dem Teil des Balkens, in welchem keine aufgebogenen Eisen nötig sind, weil der Beton allein die Schubkräfte aufnehmen könnte).

Die von den Eisen aufzunehmende Zugkraft, welche nach den amtlichen „Bestimmungen“ nach der Formel gerechnet wurde: $Z = \frac{\lambda}{\sqrt{2}} (\tau_0 - 4,5) \cdot \frac{1}{2} \cdot b_1$

(λ die Strecke vom Auflager nach dem Ort, wo die Eisen aufgebogen werden mußten), ergäbe sich nunmehr:

$$Z = \frac{l/2}{\sqrt{2}} (\tau_0 - 0) \cdot \frac{1}{2} \cdot b_1$$

und die Zahl der aufzubiegenden Eisen $n_a = \frac{Z}{1000 \cdot f_{e1}}$

Nun ist $\tau_0 = \frac{V}{b_1 \left(h - a - \frac{x}{3}\right)}$, $V = \frac{pl}{2}$, $M = \frac{pl^2}{8}$.

Bezeichnet man die Zahl der in der Balkenmitte notwendigen Eisen mit n_m , so ist

$$n_m = \frac{M}{1000 \cdot f_{e1} \cdot \left(h - a - \frac{x}{3}\right)} \quad \text{oder}$$

$$h - a - \frac{x}{3} = \frac{M}{1000 \cdot n_m \cdot f_{e1}}$$

Setzen wir diese Werte in obigen Gleichungen ein, so ergibt sich die Zahl der aufzubiegenden Eisen

$$n_a = \frac{1}{\sqrt{2}} n_m = 0,7 n_m$$

Die gesamte Zugkraft läßt sich darstellen als ein Dreieck mit den Seiten $\frac{l}{2}$ und $\tau_0 \cdot \frac{b_1}{\sqrt{2}}$ (die Ausrechnung dieser letzten Seite ist übrigens nicht nötig, vergl. Abbildg. 6).

Diese Gesamtzugkraft muß durch n_a Eisen aufgenommen

werden, auf jedes Eisen entfällt somit $\frac{1}{n_a}$ des Zug-

dreiecks. Die dreieckige Fläche muß in n_a gleiche Teile geteilt werden. Wie dies gemacht wird, zeigen wir an dem früher berechneten Zahlenbeispiel. Die Zahl der untenliegenden Eisen von 24 mm Durchmesser ist $n_m = 10$. Die aufzubiegenden Eisen $n_a = 0,7 n_m = 7$ Stück. Das Zugkraftdreieck ist in 7 gleiche Teile zu teilen. Dazu trage man auf einer Senkrechten die Wurzeln $\sqrt{1}$ bis $\sqrt{7}$ in beliebigem Maßstab auf und erhält dann durch Parallelen die Teilpunkte für die Dreiecksteilung (Abbildg. 6). Die Rundisen müssen nun durch Punkte hindurchgehen, die unter den Schwerpunkten dieser Flächen liegen, es bleibt nur noch die Frage, in welcher Höhe des Steges diese Punkte anzunehmen sind. Ich würde von dieser Frage ganz absehen und empfehlen, die Eisen durch die Punkte der Plattenunterkante zu legen, in welchen diese von den Lotten aus den gefundenen Teilpunkten getroffen wird.

Die Eisen in der Nähe der Balkenmitte können wegb bleiben. Die dadurch im Beton des inneren Teiles auftretende Schubspannung berechnet sich zu $\tau_i = \tau_0 \cdot \frac{i}{l/2}$. Die

zulässige Größe für τ_i muß erst durch Versuche festgestellt werden. Wahrscheinlich ist der zulässige Wert für τ_i ziemlich größer als der von τ_0 am Auflager.

Zum Schluß ist nachzusehen, ob überall die zur Aufnahme des Momentes erforderliche Zahl Eisen unten liegen geblieben ist. Die Orte, an welchen die einzelnen Eisen für das Moment entbehrlich werden, ergeben sich einfach, wie Abbildg. 6 zeigt, durch Auftragen der Wurzelwerte $\sqrt{1}$ bis $\sqrt{10}$ (allgemein bis $\sqrt{n_m}$) und entsprechende Einteilung der Strecke vom Auflager bis zur Balkenmitte.

Die im vorliegenden entwickelte Methode ist aber für die Praxis viel zu umständlich. Die verschiedenen Abstände der aufzubiegenden Eisen von einander sind zu un bequem. Also mache man die Abstände gleich groß. Als Enternung der Eisen voneinander muß die kleinste Entfernung — die am Auflager — festgehalten werden. Diese berechnet sich nach der Formel:

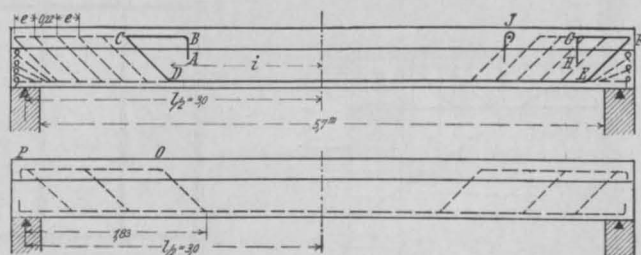
$$e = \frac{1000 \cdot \sqrt{2} \cdot f_{e1} \cdot \left(h - a - \frac{x}{3}\right)}{V}$$

$$\text{mit } V = \frac{pl}{2} \text{ und } h - a - \frac{x}{3} = \frac{\frac{pl^2}{8}}{1000 \cdot n_m \cdot f_{e1}} \text{ zu}$$

$$e = \frac{0,35}{n_m} \cdot l$$

Die Forderung, daß für das Biegemoment eine genügende Anzahl Eisen unten vorhanden ist, wird bei der soeben berechneten Entfernung der aufgebogenen Eisen

voneinander angenähert dadurch erfüllt, daß $\frac{3}{4} \frac{h}{l}$ der in Balkenmitte erforderlichen Eisen unten liegen gelassen werden. Für die gebräuchlichen Ausführungs-Anordnungen von Plattenbalken ergibt dies $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{3} n_m$.



Abbildg. 7 und 8.

Es verbleibt nunmehr nur noch die Kontrolle der Haftspannung im inneren Teil, welche nach der oben angeführten Formel $\tau_i = \tau_0 \cdot \frac{i}{l/2}$ zu berechnen ist.

In der Hauptsache ergibt sich bei der angegebenen Konstruktionsweise die Länge i zu ungefähr $\frac{l}{4}$, sodaß also

$\tau_i = \frac{\tau_0}{2}$. Der zulässige Wert für τ_i muß erst durch Ver-

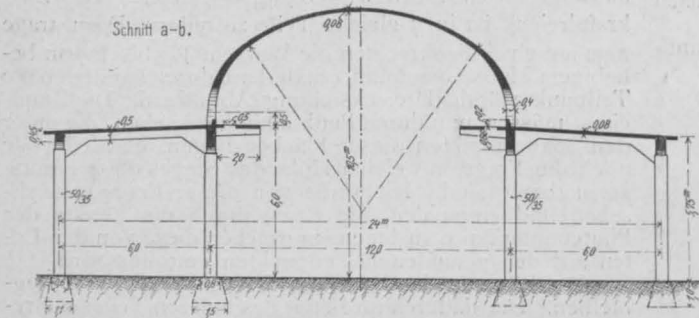
suche festgestellt werden, ich glaube aber als wahrscheinlich aussprechen zu können, daß bei allen gebräuchlichen Konstruktionen der zulässige Wert τ_i nicht überschritten wird.

Die ganze Haft- und Schubspannungs-Rechnung bei frei aufliegenden Balken mit gleichmäßig verteilter Belastung würde damit durch folgende Bestimmung erledigt.

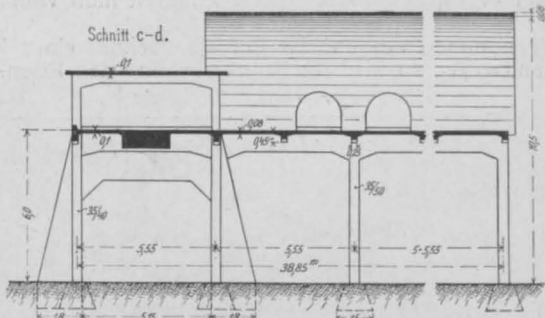
Man lasse $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{3}$ (annähernd $3\frac{h}{l}$) der in Bal-

gleich gebogen werden können. Dies ist für die Ausführung sehr bequem.

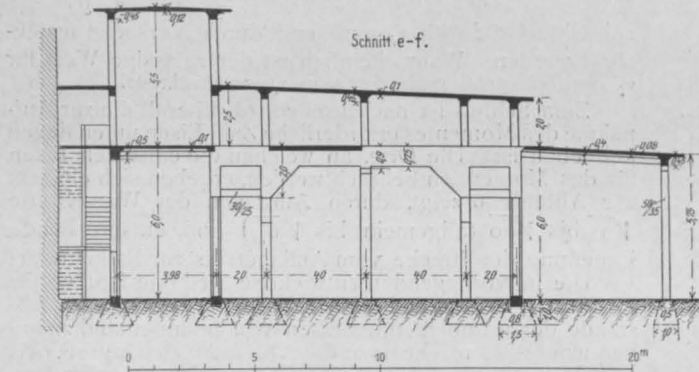
Der Grund, weshalb ich die Eisen rückwärts biege (Abbildg. 7, $C-B$) ist der, daß das vorwärts gebogene Eisen (s. Abbildg. 8, $O-P$) in eine Druckzone ($O-P$) gerät, was nach der früher angegebenen Konstruktionsregel zu vermeiden ist. Wird das Eisen aber rückwärts gebogen und denkt man sich die Haftspannung auf der Strecke $B-C$ überwunden, so sucht der im Eisen $B-C$ auftretende Druck



Abbildg. 19. Querschnitt der Klinkerhalle.



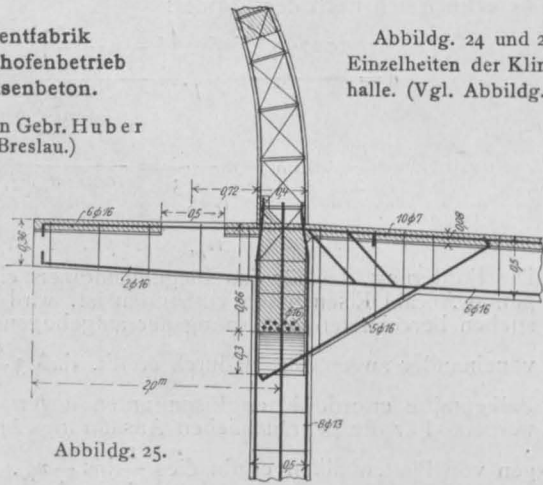
Abbildg. 20. Längsschnitt der Klinkerhalle.



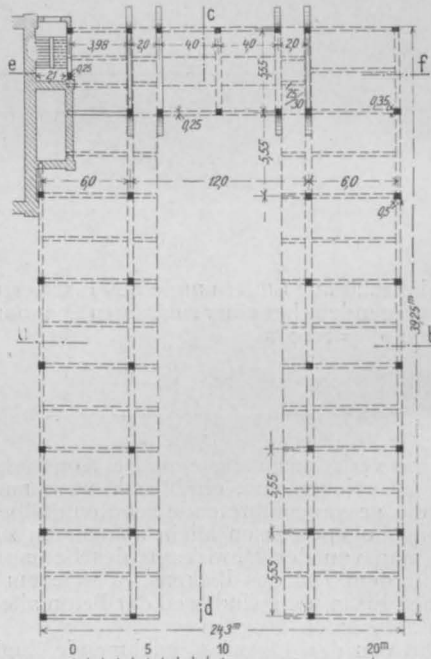
Abbildg. 21. Querschnitt durch den Kopfbau der Klinkerhalle.

Zementfabrik
für Drehofenbetrieb
in Eisenbeton.
(Erbaut von Gebr. Huber
in Breslau.)

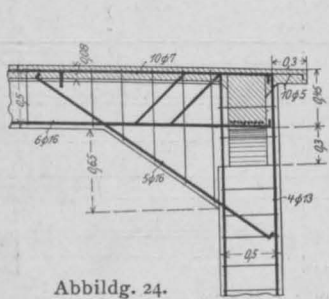
Abbildg. 24 und 25.
Einzelheiten der Klinker-
halle. (Vgl. Abbildg. 19.)



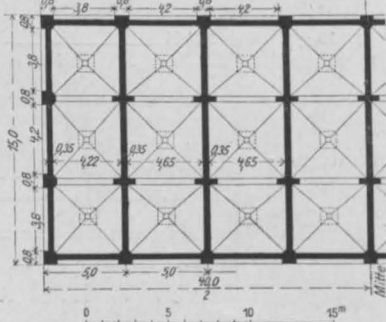
Abbildg. 25.



Abbildg. 18. Grundriß der Klinkerhalle.



Abbildg. 24.



Abbildungen 15 und 16. Halber Grundriß und Querschnitt des Zementsilos

kenmitte erforderlichen Eisen unten liegen und ordne die aufzubiegenden Eisen in Entfernung $e = 0,35 \frac{l}{n_m}$ an.

Die gleichen Abstände der aufgebogenen Eisen von einander ermöglichen bei der in Abbildg. 7 gezeichneten Form $A B C D E F G H$ der Eisen, daß sämtliche Eisen

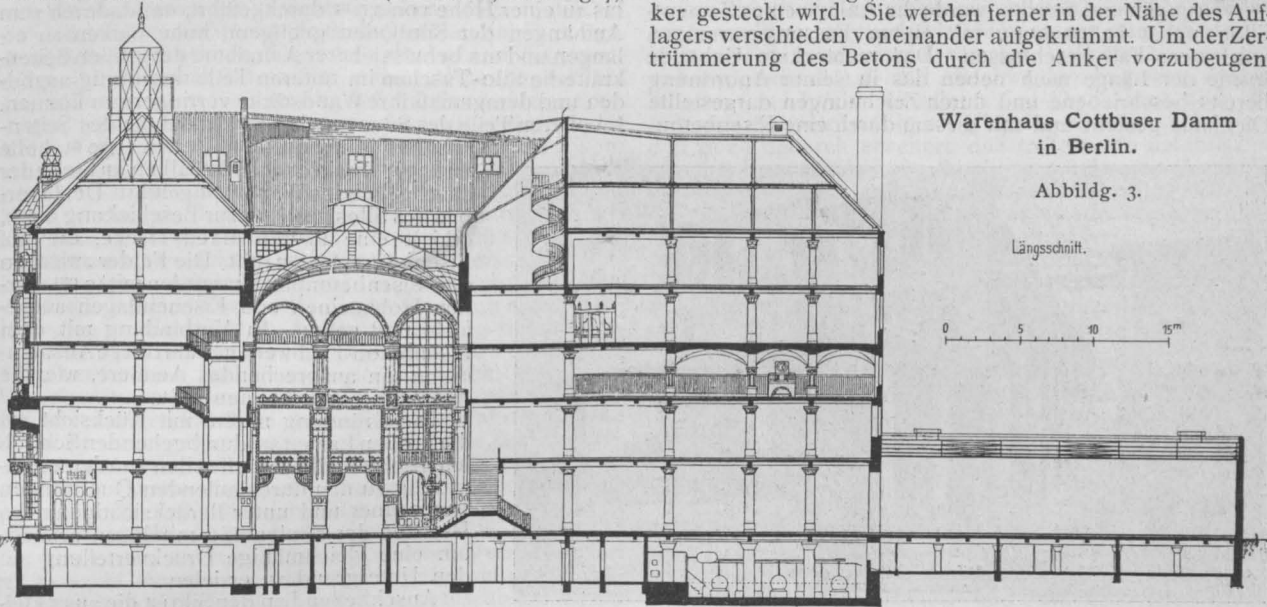
den Punkt C nach links zu schieben. Dadurch wird die Haftspannung im Teil $C D E$ des Eisens verringert.

Das zweite Umbiegen des Eisens $B-A$ von der Platte wieder in den Steg hinein hat auch eine praktische Bedeutung. Bei der Bauausführung wird immer erst der Steg betoniert und die Platte erst später daraufgesetzt. Infolgedessen mag der Zusammenhang zwischen Platte und Steg manchmal sehr schlecht sein, sodaß bei der Biegung ein

Abschieben der Platte nach außen eintreten kann. Diese Möglichkeit soll durch das zweite Abbiegen der Eisen verringert werden. Vielleicht mag statt der Ausbildung *ABC* auch ein einfacher Haken *J* mit durchgestecktem Rund-eisen als Anker noch besser wirken (s. Punkt *J*, Abbildg. 7).

$$e = \frac{0,35 l}{n_m} = \frac{0,35 \cdot 600}{10} = 22 \text{ cm.}$$

anzuordnen (s. Abbildg. 7). Die untenliegenden Eisen erhalten eine Schlinge, durch welche ein Eisenstück als Anker gesteckt wird. Sie werden ferner in der Nähe des Auf-lagers verschieden voneinander aufgekrimmt. Um der Zer-trümmerung des Betons durch die Anker vorzubeugen,



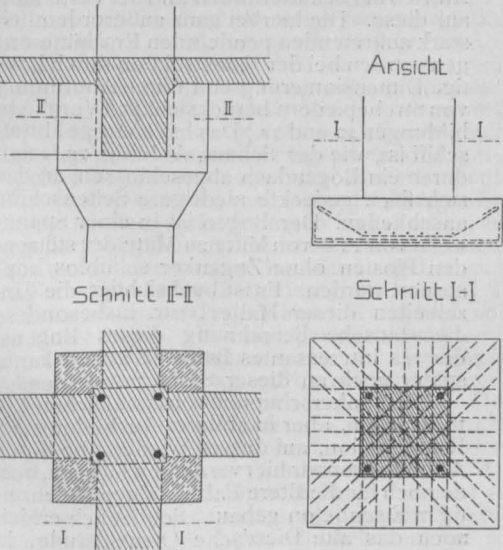
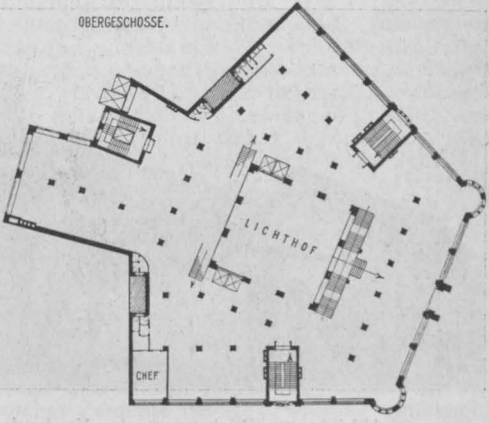
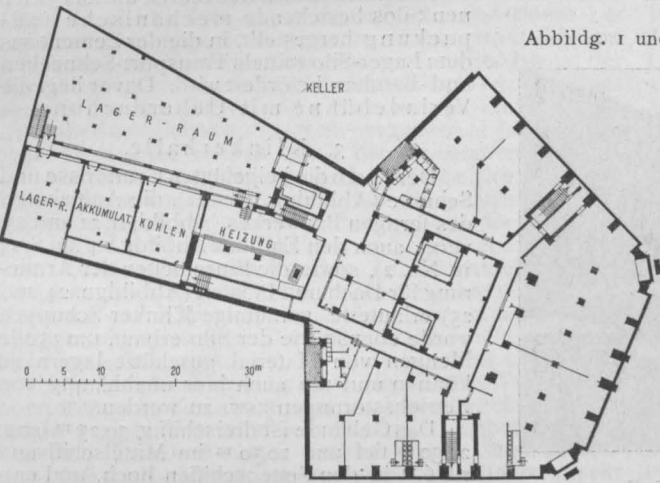
Warenhaus Cottbuser Damm
in Berlin.

Abbildg. 3.

Längsschnitt.



Abbildg. 1 und 2. Grundrisse.



Abbildg. 4 u. 5. Pfeilerkopf. Abbildg. 6 u. 7. Pfeilerfundament.

Das zu Beginn nach den amtlichen Bestimmungen durchgerechnete Zahlenbeispiel wäre nach dem neuen Vor-schlage wie folgt auszuführen: Erforderliche Eisen in der Balkenmitte $n_m = 10$ Stück von 24mm Durchmesser. Unten bleiben liegen $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{3} n_m$, also 4 Stück. Die aufzubiegen-den 6 Eisen sind in Entfernung



Abbildg. 8. Blick in ein Obergeschoß.

werden in der Auflagerung je 3 Bügel von 10 mm Rund-eisen angeordnet. — Die Ausbildung des Balkens nach den amtlichen Bestimmungen zeigt Abbildg. 8.
Die Richtigkeit der vorgeschlagenen Rechnungs-methode muß noch durch Versuche erwiesen werden. Die Durchführung solcher Versuche mit Spannweiten und Be-lastungen, wie sie in der Praxis gebräuchlich sind, — nicht mit Miniaturbalken — halte ich für durchaus erforderlich. —

2. Zement-Silo.

Um einen dauernden Verladebetrieb zu ermöglichen und unabhängig zu werden von Feiertagen, Betriebsstörungen und Streiks, wurde die Anlage eines Zement-Silos nebst Faßpackung mit einem Fassungsvermögen von 50000 Faß beschlossen. Das rechteckige Gebäude wurde der Länge nach neben das in seiner Anordnung bereits beschriebene und durch Zeichnungen dargestellte Ofenhaus gestellt und mit diesem durch eine Eisenbeton-

richtung des Silos liegen, dieser gleichmäßig gefüllt werden kann. Deshalb mußten im oberen Teile des Silos Längswände fortfallen; im unteren Teile wurden sie aber bis zu einer Höhe von 2,7 m durchgeführt, um dadurch zum Aufhängen der Siloböden genügend hohe Balken zu erlangen und um behufs sicherer Aufnahme der großen Seitenkräfte die Silo-Taschen im unteren Teile ringförmig ausbilden und demgemäß ihre Wandstärke verringern zu können. Im oberen Teile des Silos wurden zur Aufnahme des Seitenschubes der einzelnen Zellen 1,30 m hohe und 35 cm breite stehende Balken an Stelle der durchgehenden Wände eingeführt. Der Oberbau des Silos, welcher zur Beschickung dient, erhielt eine Plattenbalken-Decke, die auf Eisenbetonpfosten ruht. Die Felder zwischen den Eisenbetonpfosten wurden mit 10 cm starken Hohlsteinen und Eiseneinlagen ausgefacht und gefügt. In Verbindung mit dem Eisenbeton-Fachwerk gewährt diese Ausmauerung ein ansprechendes Äußere, wie die Abbildung 17 erkennen läßt.

Die Gründung mußte mit Rücksicht auf die großen Lasten auf durchgehenden Schwellen erfolgen; diese Schwellen wurden rechtwinklig zu den durchlaufenden Querwänden angeordnet und unter Berücksichtigung des Druckes der Säulenfüße mit Eisen armiert, um eine gleichmäßige Druckverteilung auf den Untergrund zu erzielen.

Anschließend an den Silo ist die aus 5 kleinen Silos bestehende mechanische Faßpackung hergestellt, in die der Zement aus dem Lager-Silo mittels Transport-Schnecken und -Bändern befördert wird. Davor liegt die Verladebühne mit Ueberdachung. —

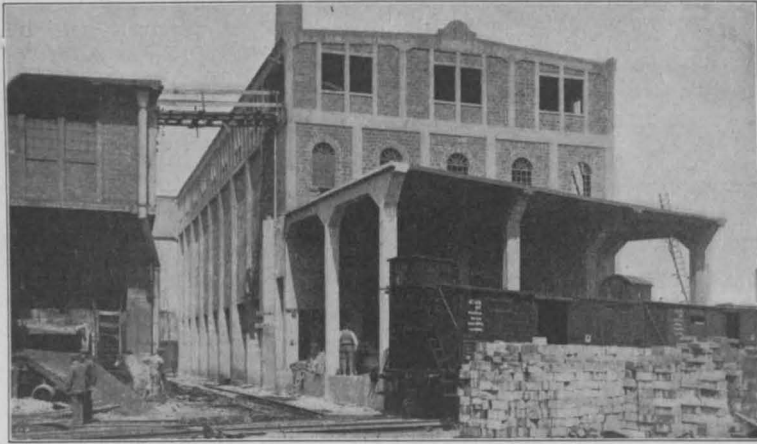
3. Klinkerhalle.

Der durch die beigegefügtten Grundrisse und Schnitte (Abbildgn. 18—21), die Aufnahmen des fertigen Bauwerkes (Abbildgn. 22 und 23, vergl. auch den Einblick Abbildg. 14 auf S. 13 in No. 2), sowie die Einzelheiten der Armierung für Dach und Pfosten (Abbildgn. 24 und 25) erläuterte geräumige Klinker-Schuppen wurde ebenso wie der Silo erbaut, um große Mengen von Material geschützt lagern zu können und um auch hier unabhängig von Betriebsstörungen usw. zu werden.

Das Gebäude ist dreischiffig, 39,25 m lang, 24,30 m tief und 10,50 m im Mittelschiff und rd. 6 m in den Seitenschiffen hoch, und enthält im vorderen Teile die Vorrichtungen zum Antrieb der Schüttelrinnen und der Verteilung auf diese. Die hierbei ganz außerordentlich stark auftretenden pendelnden Erschütterungen wurden bei der Konstruktion durch kräftige Dimensionierung und durch Anordnung von Strebepfeilern berücksichtigt. (Vergl. Abbildungen 20 und 22.) Das hallenartige Mittelschiff ist, wie der Schnitt, Abbildg. 19, zeigt, durch ein Bogendach abgeschlossen, an das sich flach gedeckte niedrigere Seitenschiffe anschließen. Der Bogen ist in einer Spannweite von 12 m von Mitte zu Mitte der stützenden Pfosten ohne Zuganker schublos konstruiert worden. Es ist beabsichtigt, die Einzelheiten dieser Halle bzw. insbesondere die statische Berechnung dieses Bogens, der als interessantes Bauwerk gelten kann, später noch an dieser Stelle mitzuteilen.

Ein Klinkerschuppen von fast gleichen Abmessungen, aber in anderer Ausbildung der Konstruktion, auf dessen Wiedergabe durch Abbildungen wir hier verzichten müssen, wurde noch für die ältere Fabrikanlage gleichzeitig in Eisenbeton gebaut. Schließlich erhielt noch das alte Dietz'sche Ofengebäude, in

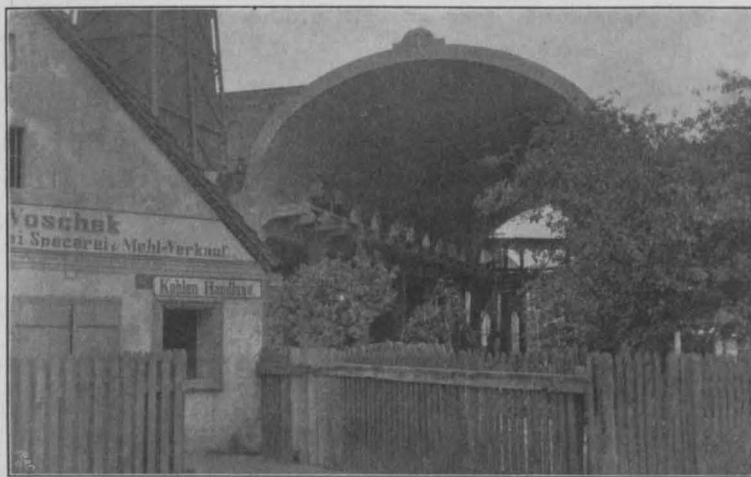
dem unter anderen die Rohmehl- und Zementmühle untergebracht sind, und an welches unmittelbar das neue Ofenhaus angebaut wurde, an Stelle des feuergefährlichen Holzdaches ein Eisenbeton-Plattenbalkendach von 14 m freier Stützweite. In diesen alten Bau wurden die Silo-Zellen des Rohmehl-Silos unter Benützung der alten Mauern und vorhandener eiserner Säulen gleichfalls mit ringförmig armierten Trichtern in Eisenbeton neu eingebaut. Bei Erweiterung dieser Zementfabrik bot sich also Gelegenheit zu einer ganzen Reihe interessanter Eisenbeton-Ausführungen.



Abbildg. 17. Zementsilo und Verladebühne.



Abbildg. 22. Blick gegen das Nordende der Klinkerhalle.



Abbildg. 23. Einblick in die Klinkerhalle vom Südende.

Brücke in Höhe des Dachgeschosses verbunden. Der Silobau hat eine Länge von 40 m und eine Breite von 15 m; Unterkante-Trichter liegt 1,2 m über Fußboden, während die Oberkante 11,86 m darüber liegt. Die beigegefügtten Abbildungen 15 und 16 (halber Grundriß und Querschnitt) zeigen die Anordnung der inneren Einteilung und der Trichter, Abbildung 17 eine Außenansicht mit der Verladebühne.

Die Konstruktion des Trichters an sich ist unter den Gesichtspunkten erfolgt, daß von zwei Schüttrinnen aus, die in 3,55 m Entfernung von der Mitte aus in der Längs-

Aom 26.—28. Februar d. J. tagte in Berlin unter dem Vorsitz des Hrn. Kommerzien-Rat Schott, Heidelberg, die 31. Generalversammlung des Vereins, an welcher als Gäste auch Vertreter staatlicher und städtischer Behörden, sowie die Vorstände deutscher Material-Prüfungs-Anstalten in gewohnter Weise teilnahmen. Die Tagesordnung, die vollinhaltlich in No. 3 der „Mitteilungen“ abgedruckt ist, war so eingeteilt, daß an den beiden ersten Tagen nach Erledigung der inneren Angelegenheiten des Vereins allgemein interessierende Fragen über die Eigenschaften des Portland-Zementes und seine Prüfung zur Verhandlung kamen, während der 3. Tag mit Vorträgen und Mitteilungen aus dem besonderen Gebiet der technischen Einrichtungen von Zement-Fabriken ausgefüllt war. Wir müssen uns hier auf die wichtigsten Ergebnisse der Verhandlungen an den beiden ersten Tagen beschränken.

Nach kurzen Worten der Begrüßung durch den Vorsitzenden wurde sofort in die Tagesordnung durch Vorlage des Jahresberichtes eingetreten, zu welchem der Vorsitzende nach Bedarf noch einige Erläuterungen gab. Wir entnehmen diesem Bericht, daß die Zahl der dem Verein angehörigen Fabriken im vergangenen Jahre zwar von 87 auf 85 zurückgegangen ist, daß jedoch die Zahl der Anteile, welche diese Fabriken vertraten, sich von 535 auf 568 erhöht hat, was einer Vermehrung der Zementherzeugung um 1,65 Mill. Faß entspricht. Die Gesamt-Erzeugung der Vereins-Fabriken beträgt also jetzt 28,4 Mill. Faß.

Der Verein trat in das Jahr 1907 mit einem Vermögen von rd. 54 000 M. ein, die Einnahmen betrugen rund 164 300 M., die Ausgaben rd. 85 600 M., so daß am Jahreschluß noch ein Ueberschuß von etwa 92 700 M. verblieb. In seinem Laboratorium in Karlshorst, dem im vergangenen Jahr ein 2. Geschoß zu Wohnzwecken aufgesetzt wurde, besitzt der Verein außerdem ein nicht unbedeutendes Wertobjekt, das einschl. innerer Einrichtung etwa 156 000 M. darstellt. Die Ausgaben des Laboratoriums im vergangenen Jahr von rd. 23 700 M. wurden nahezu durch die Einnahmen gedeckt.

Aus den besonderen Angelegenheiten des Vereins ist noch zu berichten, daß die 3 satzungsgemäß ausscheidenden, aber wiederwählbaren Mitglieder Dr. Leube, Ulm, Dr. Goslich, Züllichow, und Dir. Sieber, Bredow, durch Zufurwiedergewählt wurden. Die Versammlung nahm ferner eine Satzungsänderung in dem Punkte vor, der die Höhe der zur Regelung der Abbindezeit zulässigen Zuschläge auf 2% festsetzt. Die veränderte Betriebsweise ließ hier eine Erhöhung auf 3% als wünschenswert erscheinen.

Aus dem Bericht über die Tätigkeit des Vereins-Laboratoriums in Karlshorst, der im Jahresbericht teils gedruckt vorlag, teils mündlich durch den Laboratoriumsvorstand Hrn. Dr. Framm erstattet wurde, ist zu entnehmen, daß das Laboratorium im vergangenen Jahre in sehr lebhafter Weise durch die Vereinsmitglieder und auch durch außerhalb des Vereins Stehende in Anspruch genommen worden ist. Die Zahl der eingegangenen Prüfungsanträge betrug 512, d. h. 168 mehr als im Jahre 1906. In üblicher Weise wurden von sämtlichen Vereinszementen im Handel aufgekaufte Proben normgemäß, mechanisch-technisch geprüft und außerdem analysiert. Die normmäßige Raumbeständigkeits-Probe bestand nur 1 Zement nicht, die nicht den deutschen Normen entsprechende Kugel-, Darr- und Kochprobe bestanden zwar 3, 7 bzw. 21 Zemente nicht, die Zahl der Zemente, die auch diesen Proben genügen, die über die praktischen Anforderungen hinausgehen, hat sich aber gegen früher gehoben. Die Normenfestigkeit erreichte ebenfalls nur 1 Zement nicht. Im Mittel ergaben sich 23,7 kg/qcm Zug- und 232 kg/qcm Druckfestigkeit nach 28 Tagen. Die chemische Analyse ergab einen Kalkgehalt von 57—67%, im Mittel 62,7%, also eine geringe Abnahme gegen 1906. Unter 60% blieben nur 2 Zemente. Der Magnesia-Gehalt schwankte zwischen 0,5—3,6% und lag im Mittel auf 1,36%, d. h. etwas höher als in den letzten Jahren. Der Schwefelsäuregehalt betrug im Mittel 1,82, höchstens 3,3% (früher 2,7 bis 2,8%), der hydraulische Modul, der bisher im Mittel 1,9 betrug, ist auf 2,01 gestiegen ist.

Von den wissenschaftlichen Untersuchungen des Vereins-Laboratoriums sind folgende hervorzuheben: Beteiligung an den laufenden Arbeiten der Kommission zur Revision der Normen. Diese sind jetzt abgeschlossen bis auf die Festsetzung neuer Festigkeits-Zahlen. Hierzu diente auch die 1906 begonnene vergleichende Festigkeits-Prüfung sämtlicher Vereins-Zemente unter 4 verschiedenen Erhärtungs-Verhältnissen, nämlich: Erhärtung im Wasser, an der Luft, im Witterungs-Einfluß und schließlich kombinierte Erhärtung (7 Tage Wasser, dann an der Luft). Die Prüfung erfolgte nach 3 Altersklassen, nämlich nach 28, 90, 360 Tagen. Die letzten Proben werden demnächst geprüft. Auch die Kontrolle der Abbindezeiten sämtlicher

Vereins-Zemente, die nach 3, 6, 9, 12 Monaten Lagerzeit erfolgte, gehört hierher, da vielfach die Lieferung nur frischer Ware verlangt wird. Die 1907 abgeschlossenen Versuche, die sowohl den Erhärtungsbeginn, wie die Abbindezeit feststellten, zeigen, daß beide Vorgänge ziemlich gleichlaufende Erscheinungen hervorrufen. In beiden Fällen zeigt sich ein gewisses Auf- und Abschwanken in gewissen Zeit-Abschnitten. In den einzelnen Zeit-Abschnitten aber ergab sich ein gleichmäßiges Verhalten. Die Versuche wurden noch dadurch erweitert, daß 10 Zemente auf ihre Lagerungs-Beständigkeit in frisch angeliefertem Zustande untersucht wurden und mit Gips derart versetzt, daß der SO_3 -Gehalt auf 2,5% gebracht wurde. Die Versuche sind bisher durchgeführt bis zu 180 Tagen Lagerung. Vor Veröffentlichung der Ergebnisse sollen noch die 360 Tage-Proben abgewartet werden. Das Laboratorium beteiligte sich ferner an den Arbeiten des internationalen Verbandes für die Material-Prüfungen der Technik bezüglich Gewinnung eines einheitlichen Prüfungs-Verfahrens für hydraulische Bindemittel. Es wurde zu diesem Zweck eine größere Anzahl von Biege-, Zug- und Druckfestigkeits-Proben an prismatischen Stäben nach den Prüfungs-Verfahren von Férét und Schüle vorgenommen und vergleichende Versuche über die Herstellung von Probekörpern aus reinem Zement, von Hand bzw. mit dem Hammer-Apparat eingeschlagen, vorgenommen. Es ergab sich auch hier die Ueberlegenheit der maschinellen Herstellung. Zu erwähnen sind schließlich noch vergleichende Untersuchungen über die Ermittlung des Glühverlustes an Portland-, Eisen-Portland- und Natur-Zementen, sowie Versuche darüber, wie bei den genannten Zementen durch Art und Dauer des Glühens das Ergebnis der spezifischen Gewichtsbestimmung beeinflusst wird. Das Verhalten der 3 Zemente zeigt sich hier recht verschieden, sodaß auch hiermit, ebenso wie mit der Schweb-Analyse, ein Unterscheidungs-Merkmal gegeben ist. Besonders eingehende Untersuchungen wurden noch dem belgischen Natur-Zement gewidmet, der als Portland-Zement in großen Mengen in Deutschland eingeführt wird, sich zumeist aber als ein minderwertiges Material erweist. Mittels der Schweb-Analyse sind bis zu 20 und 30 leichte Teile festgestellt, während die Festigkeits-Proben bei 24 untersuchten Zementen durchweg sehr niedrige Zahlen ergaben: Es blieben 13 unter den Normen, 10 besaßen nur 16—20 kg/qcm Zugfestigkeit, nur 1 blieb über 20. Durchweg niedrig ist ferner das Verhältnis der Zug- zur Druckfestigkeit. Letztere bei 21 Zementen unter 160, nur 1 Probe erreichte 180 kg/qcm.

Die Versuche über die Bindezeit verschiedener deutscher Portland-Zemente mit erhöhtem Schwefelsäuregehalt sollen fortgesetzt und es soll ferner die Widerstandsfähigkeit solcher Zemente im Meerwasser untersucht werden. Es sind hierfür im Einverständnis mit dem Material-Prüfungsamt Gr.-Lichterfelde und mit Genehmigung des preuß. Hrn. Ministers der öffentlichen Arbeiten zwei Arbeitspläne aufgestellt, und die Vornahme der Versuche ist genanntem Amte übertragen worden. Für die Untersuchungen im Seewasser sind zunächst Druckproben im Normalformat vorgesehen mit 2 Zementen, 2 Mischungen (1:2, 1:4), der Zement in gewöhnlichem Zustande bzw. auf 2,5% SO_3 -Gehalt durch Gipszusatz gebracht und in 4 Altersstufen (28 Tage, 1, 5 und 10 Jahre). Es werden Parallel-Versuche mit Erhärtung im Seewasser (Munkmarsch), Süßwasser (Wasserbassin Westerland) und im Freien (3 Tage Wasserlagerung, 4 Wochen im geschlossenen Raum) auf Sylt ausgeführt. Für jede Klasse sind 10, also insgesamt 900 Würfel erforderlich. Weiter sollen Quader von etwa $\frac{1}{4}$ cbm Inhalt, wie sie in die Bühnen eingebaut zu werden pflegen, nach $\frac{1}{2}$ Jahr Luft-Erhärtung eingebaut werden. 2 Zemente, Mischung 1:2:3, 2 Gipsgehalte. Für jede Versuchsreihe 5, also insgesamt 20 Quader. Schließlich sollen noch Platten von 50·50·8 cm Abmessung aus 2 Zementen (Mischung 1:2 bzw. 1:4), mit zweierlei Gipsgehalt in Munkmarsch auf dem Hafendamm verlegt werden, nachdem sie zur Hälfte $\frac{1}{2}$ Jahr, zur Hälfte 4 Wochen an der Luft erhärtet sind. Es liegen bisher Ergebnisse der 4 Wochen-Prüfungen vor, es soll jedoch mit Veröffentlichung gewartet werden, bis die 1. Jahres-Klasse geprüft worden ist.

Es sei hier gleich erwähnt, daß über die älteren Versuche des Vereins bzw. des preuß. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten über das Verhalten des Zementes im Meerwasser neue Mitteilungen in der Versammlung noch nicht gemacht werden konnten. Wie Hr. Dr. Rud. Dyckerhoff, Amöneburg, nur angeben konnte, sind von letzteren Proben diejenigen der 5. Jahres-Klasse demnächst fällig.

Die wichtigste Arbeit, die der Verein im vergangenen Jahre in der Hauptsache abgeschlossen hat, ist die Revision der Normen. Es konnte der Wortlaut derselben, der

in einer Vorversammlung endgültig fertiggestellt war, der Versammlung vorgelegt werden, und wurde von dieser gutgeheißen. Es steht nur noch die Festsetzung der neuen Festigkeitszahlen aus. Diese Arbeiten sollen aber spätestens bis 15. Oktober d. J. beendet sein, sodaß dann eine außerordentliche General-Versammlung einzuberufen ist, welche die Normen endgültig anzunehmen hätte. Es sei hier kurz auf die wesentlichen Punkte eingegangen, in der sich die neue Fassung von der bisherigen unterscheidet.

Schon die Begriffserklärung des Portlandzementes soll eine Verschärfung erfahren, die geeignet ist, ein besseres Unterscheidungsmerkmal von anderen hydraulischen Bindemitteln zu geben. Dazu ist das Verhältnis des Kalkgehaltes gewählt, das bei Portlandzement ein besonders hohes ist. Es sollen 1,7 Gewichtsteile Kalk auf 1 Gewichtsteil lösliche Kieselsäure + Tonerde + Eisenoxyd vorhanden sein. Es wird ferner die Höhe der zulässigen Zusätze auf 3% festgesetzt, um die Möglichkeit von Zusätzen, lediglich zur Gewichtsvermehrung auszuschließen. (Bisher war nur in den Satzungen des Vereines hierfür eine Vorschrift gegeben, indem die namentlich für die Regelung der Bindezeit erforderlichen Zusätze auf 2% begrenzt waren. Diese Zahl ist auf 3% heraufgesetzt), da die Normen auch für die Lieferung deutschen Zementes nach dem Auslande dienen sollen, ist entsprechend ausländischen Bedingungen auch der zulässige Magnesia-Gehalt mit 5%*), derjenige von Schwefelsäure-Anhydrit auf 2,5% festgesetzt.

Bezüglich der Bindezeit schreiben die neuen Normen nur vor, daß der Erhärtungsbeginn bei normal abbindendem Portlandzement nicht früher als eine Stunde nach dem Anmachen eintreten soll, während die alten Normen nur von dem Abbinden des Zementes sprechen, das bei langsam bindendem Zement nicht vor 2 Stunden erfolgen soll. Wichtiger als die Abbindezeit ist aber der Beginn des Abbindens für die Praxis. Hinsichtlich der Raumbeständigkeit ist an der alten Kuchenprobe festgehalten. Die umfangreichen Untersuchungen der Normen-Revisions-Kommission haben keines der in anderen Ländern z. T. noch verwendeten Verfahren oder irgend ein anderes für die Praxis als einfacher und besser feststellen können.

*) Ueber den zulässigen Höchstgehalt von Magnesia sind die Meinungen bekanntlich noch geteilt. Hr. Dr. Rudolf Dyckerhoff z. B. vertritt die Ansicht, daß man nur 4% zulassen sollte (vergl. die Mitteilung über Literatur in No. 4 der „Mitteilungen“). Bei höherem Magnesiagehalt muß jedenfalls der Kalkgehalt dementsprechend bemessen werden. Darauf weisen auch die Erläuterungen zu den neuen Normen hin.

Von der 11. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“.

Mit seiner am 28. und 29. Februar d. J. in Berlin unter dem Vorsitz des Hrn. Kommerz.-Rates Eugen Dyckerhoff, Biebrich a. Rh., abgehaltenen 11. Hauptversammlung tritt der Verein zugleich in sein 11. Lebensjahr. Am 5. Dezember 1898 von einer Reihe Betonbaufirmen gegründet, die im „Verein deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ für die besonderen Interessen der von ihnen vertretenen mächtig aufblühenden Industrie nicht mehr volle Befriedigung finden konnten, hat sich der Verein gleich von Anfang an als lebensfähig erwiesen und für die Entwicklung der deutschen Beton-Industrie in dem kurzen Zeitraum von 10 Jahren Wesentliches geleistet. Zwar ist der Verein in der Zahl seiner ordentlichen Mitglieder, die bei der Gründung 177 betrug, dann nach 7 Jahren auf 140 herabsank und jetzt erst wieder auf 160 gestiegen ist, zurückgegangen, weil namentlich die kleineren Fabrikanten von Zementwaren in dem auf wissenschaftlicher Basis beruhenden, also seinen Mitgliedern in wirtschaftlicher Beziehung nur mittelbar dienenden Verein ihre Rechnung nicht zu finden glaubten; dafür sind aber die nach dem Jahres-Umsatz der Mitglieder berechneten Beiträge von rd. 7000 im Anfang jetzt auf 27000 M. gewachsen, ein Beweis für den Aufschwung, den die Beton-Industrie inzwischen erfahren hat.

Als der Zusammenschluß im Jahre 1898, nicht zum geringen Teile durch die Bemühungen des Hrn. Hartwig Hüser, Obercassel, Siegburg, zustande kam und dieser den Vorsitz der neuen Vereinigung übernahm, da konnte er schon ein umfangreiches Programm für die zu leistenden Aufgaben entwickeln, das einen wesentlichen Teil der Aufgaben enthielt, die der Verein dann tatsächlich unter der rührigen und tatkräftigen Leitung seines jetzigen Vorsitzenden Hrn. Eugen Dyckerhoff, Biebrich a. Rh., der dem bald nach der Vereinsgründung verstorbenen Hrn. Hüser schon 1899 folgte, aufnahm und z. T. bereits erfolgreich durchgeführt oder doch einem erfolgreichen Abschlusse nahe gebracht hat.

Es seien hier nur erwähnt die Aufstellung von Normen für die Herstellung von Stampfbetonbauten, die in Gemeinschaft mit dem „Verbande deutscher Architekten-

Für die Feinheit der Mahlung ist, entsprechend der fortgeschrittenen Technik der zulässige Rückstand auf dem 900 Maschensieb von 10 auf 5% herabgesetzt.

Eine wesentliche Veränderung sollen die Vorschriften über die Festigkeitsproben und die Druck- und Zugfestigkeiten erhalten. Während die alten Normen empfehlen, neben den Proben mit Sandzusatz zum Zement auch noch reine Zementproben zu prüfen, fallen letztere jetzt fort. Ferner wird der Nachdruck noch schärfer auf die Druckproben gelegt, nicht nur, weil diese der Praxis mehr entsprechen, sondern auch, weil sich die Druckfestigkeit am zuverlässigsten ermitteln läßt. Die alten Normen kennen nur eine Prüfung nach 28 Tagen, wobei die Erhärtung 1 Tag an der Luft, 27 Tage unter Wasser erfolgen soll. Die neuen Normen setzen zunächst für eine Vorprobe nach 7 Tagen, 1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage unter Wasser gelagert, die zu erreichende Druckfestigkeit fest. Für die Proben nach 28 Tagen bleibt einerseits das alte Verfahren bestehen, wonach die Proben 1 Tag an der Luft, 27 Tage unter Wasser erhärten, andererseits wird ein neues, sog. kombiniertes Verfahren hinzugefügt, wonach die Proben 1 Tag an feuchter Luft, 6 Tage unter Wasser und 21 Tage in Luft von 15–30° C erhärten sollen. Dies Verfahren ist eingeführt, um den Verhältnissen näher zu kommen, unter denen der größte Teil des Portlandzementes, nämlich bei Hochbauten, verwendet wird. Die Prüfungsmethode dem ganz anzupassen, ist nicht gelungen, da die nur an der Luft erhärteten Proben zu ungleiche Ergebnisse gehabt haben, die Vergleiche zwischen verschiedenen Zementen nicht gestatten. Bei dieser kombinierten Erhärtung kommt die Ueberlegenheit des Portlandzementes anderen hydraulischen Bindemitteln gegenüber mehr zur Geltung als bei der Erhärtung unter Wasser.

Die Festigkeitszahlen, die bei den verschiedenen Erhärtungs-Verfahren erreicht werden sollen, sind, wie schon bemerkt wurde, noch nicht endgültig bestimmt. Es müssen dafür erst die Versuchsreihen abgeschlossen werden, welche der Ausschuß für die Normen-Revision aufgenommen hat. Jedenfalls geht aber die Tendenz auf eine Heraufsetzung der Festigkeitszahlen hinaus, da die besseren Portland-Zemente infolge der Fortschritte der Fabrikation sich in ihren Festigkeitszahlen durchweg, z. T. recht erheblich über den Normen halten, und da das Ausland z. T. höhere Festigkeitszahlen vorschreibt, die der deutsche Portland-Zement also jedenfalls auch nachweisen muß, um dort wettbewerbsfähig zu bleiben. —

(Fortsetzung folgt.)

und Ingenieur-Vereine“ aufgestellten „Leitsätze“ für Eisenbetonbauten, die Vorschriften für die Verlegung von Zementröhren, die jetzt in Arbeit befindlichen Vorschriften für die einheitliche Prüfung von Zementröhren, die Schaffung für die Baupraxis brauchbarer Prüfungs-Maschinen für Betonwürfel und Zementröhren usw. Umfangreiche Versuchsreihen sind zur Gewinnung der Grundlagen für diese Vorschriften für Beton und Eisenbeton teils ausgeführt, teils eingeleitet, wobei der Verein selbst sehr bedeutende Mittel für diese Zwecke aufgebracht und auch die Opferwilligkeit einzelner seiner Mitglieder in hohem Maße angespannt hat. Es gelang auch, die staatlichen Behörden von der Wichtigkeit dieser Versuche und der Aufstellung allgemein gültiger Normen für die Ausführung und Berechnung von Betonbauten zu überzeugen, sodaß nicht nur der preußische Staat und das deutsche Reich bekanntlich recht erhebliche Mittel für diese Versuche zur Verfügung gestellt haben, sondern daß auch unter Führung des preuß. Ministeriums der öffentlichen Arbeiten ein aus den Vertretern der interessierten staatlichen Behörden, der Industrie und der Ingenieur-Verbände gebildeter Ausschuß, der „Deutsche Ausschuß für Eisenbeton“, begründet wurde, als dessen Hauptaufgabe es anzusehen ist, auf Grund der noch zu vervollständigenden wissenschaftlichen Versuche für ganz Deutschland gültige Bestimmungen für den Eisenbetonbau zu gewinnen und ebenso den Vorschriften für Beton allgemeine Anerkennung zu verschaffen. An den Arbeiten dieses Ausschusses, über die wir schon verschiedentlich an dieser Stelle berichtet haben, hat der deutsche Betonverein einen sehr wesentlichen Anteil. Ihre Vollendung wird einen Markstein in der Entwicklung des deutschen Betonbaues bedeuten. —

(Fortsetzung folgt.)

Inhalt: Warenhaus Cottbuser Damm in Berlin. — Haft- und Schubspannungen in Eisenbeton-Konstruktionen und die preußischen Bestimmungen für die Ausführung von Eisenbeton-Konstruktionen bei Hochbauten (Schluß). — Zementfabrik für Drehofenbetrieb in Eisenbeton. (Schluß). — Von der 31. General-Versammlung des „Vereins deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“. — Von der 11. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., Berlin. Für die Redaktion verantwortlich Fritz Eiselen, Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachlg., P. M. Weber, Berlin.